بررسی نبود قطعیت‌های موثر در رفتار قاب‌های بتن مسلح*

محمدعلی انشکانی(۱) مسعود سلطانی‌محمدی(۲) علی‌اکبر آقاکوچک (۳)

چکیده *با توجه به رویکردهای جدید مهندسی زلزله در زمینه طراحی بر مبنای عملکرد، برآورد دقیق رفتار سازه‌ها بیش از پیش اهمیت پیدا کرده است. این امر نیازمند شناخت دقیق عامل‌های وابسته به رفتار سازه و به‌کارگیری روش‌های مناسب برای وارد کردن اثرهای پراکندگی این عامل‌ها در پاسخ مورد نظر می‌باشد. در این پژوهش اثر پراکندگی نبود قطعیت‌های موجود در عامل‌های مهم و وابسته به در رفتار قاب بتن مسلح مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور با استفاده از روش تحلیل حساسایت نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، عامل‌های مهم در حالت‌های مختلف رفتار سازه شناسائی شده و با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و شبیه‌سازی مونت‌کارلو اثرهای نبود قطعیت ها بر روی پاسخ انتخابی با یکدیگر ترکیب و نتیجه‌ها حاصله با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتیجه‌ها بیان‌گر دقت قابل قبول روش تقریبی‌مرتبه اول لنگر دوم برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها بر روی پاسخ مورد نظر و کارآمدی این روش برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها می‌باشد.*

واژه‌های کلیدی نبود قطعیت، قاب بتن مسلح، نمودار تورنادو، روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، شبیه سازی مونت کارلو.

Evaluation of Effective Uncertainty in the Behavior of Reinforced Concrete Frames

M. A. Aneshkani M. Soltani Mohammadi A. A. Aghakouchak

Abstract *With respect to the new aspects of earthquake engineering in the area of performance besed design, accurate estimation of structural response becomes more important. This requires precise recognizing of relevant parameters in the behavior of structures and using proper methods for applying the effects of distribution of these parameters in the desired response. In this study the effect of distribution of existing uncertainties on the important parameters corresponds to the behavior of reinforced concrete frames is studied. For this purpose by using sensitivity analysis of tornadodiagram and first-order second-moment approximation method, the important parameters in different behavior states of structure are recognized and by using first-order second-moment approximation method and Monte Carlo simulation, the effects of uncertainties in the selected response are combined together and results of these two methods are compared. The results indicate acceptable accuracy of first-order second-moment approximation method for combining the effects of uncertainties on the desired response and efficacy of this method for classification of uncertainties.*

Key Words Uncertaintie, RC Frame, Tornado Diagram, First-Order Second-Moment Approximation Method, Monte Carlo Simulation.

---

*نسخه‌ی اول مقاله در تاریخ ۱۳۸۹/۴/۱۴ و نسخه‌ی نهایی آن در تاریخ ۱۳۹۰/۱۲/٤ به دفتر نشریه رسیده است.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس

(۲) نویسنده ی مسئول، دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

(۳) استاد گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مقدمه

به صورت تقریبی همه عامل‌های مورد نیاز برای طراحی و ارزیابی سازه‌های بتن مسلح، قطعیت ندارند. این نبود قطعیت‌ها را می‌توان از نظر ذاتی به دو گروه طبقه‌بندی کرد [۱]. نبود قطعیتی که به طور تصادفی در طبیعت فیزیکی پدیده‌های غیر قابل پیش‌بینی، که در آینده روی خواهد داد، با نام نبود قطعیت تصادفی (Alearory Uncertainity) شناخته می‌شود، مانند طبیعت تصادفی زمین‌لرزه‌ها. همچنین، نبود قطعیتی که در عامل‌های ناشناخته و یا در حد کمی‌شناخته شده مشاهده می‌شود، با نام نبود قطعیت مسلم (Epistemic Uncertainity) مشخص می‌شود. در واقع نبود قطعیت مسلم از کمبود شناخت نسبت به آن عامل ناشی می‌شود، مانند ویژگی‌های مصالح، جرم و میرائی سازه. صرفنظر از نوع، این نبود قطعیت‌ها باعث نبودقطعیت در محاسبه واکنش سازه می‌شوند. به همین علت ارزیابی صحیح عملکرد سازه، نیازمند شناخت اثرهای نبود قطعیت‌های وابسته و استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی برای طبقه‌بندی، بیان و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های مهم است.

در این پژوهش با توجه به گستردگی نبود قطعیت های وابسته به رفتار قاب‌های بتن مسلح، ابتدا به سرچشمه‌های مهم نبود قطعیت مسلم اشاره می‌شود. سپس، روش‌های آماری برای طبقه‌بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها ارائه می‌شود. در ادامه، به روش‌های وارد کردن نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود پرداخته می‌شود. در نهایت با انتخاب سازه‌ای مناسب و انجام تحلیل، با استفاده از تحلیل نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، تاثیر عامل‌های انتخابی بر روی پاسخ مورد نظر بررسی و نتیجه‌های دو روش با یکدیگر مقایسه می‌شوند. به‌گونه‌ای که بتوان با استفاده از هر دو روش اثرهای نبودقطعیت‌ها را بر روی پاسخ به‌راحتی مشاهده و عامل‌های مهم و تاثیرگذار را انتخاب کرد. همچنین با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و روش دقیق شبیه‌سازی مونت‌کارلو، اثر پراکندگی عامل‌های انتخابی بر روی پاسخ موردنظر با یکدیگر ترکیب و نتیجه‌های دو روش با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

در این بخش هدف از مقایسه نتیجه‌های یک روش تقریبی با یک روش دقیق‌مشخص شدن اختلاف نتیجه‌های دو روش می‌باشد، به‌گونه‌ای که در نهایت بتوان با استناد به این نتیجه‌ها فوق و بیان کاستی‌ها و برتری‌های هر دو روش، دریافت مناسبی از مناسب‌ترین روش ارائه کرد.

شناخت نبود قطعیت‌های مسلم و طبقه‌بندی سرچشمه‌های مهم آن

این گونه از نبود قطعیت ناشی از تفاوت در تعریف فرض‌های الگوسازی، عامل‌های ناشناخته یا در حد کمی شناخته شده و یا برون‌یابی در خارج از محدوده اطلاعات مشاهده شده می‌باشد. با افزایش اطلاعات و آمار ثبت شده می‌توان اثر این گونه از نبود قطعیت را کاهش داد، ولی این افزایش اطلاعات اثری بر کاهش نبودقطعیت تصادفی نخواهد داشت[۱]. در ادامه به سرچشمه‌های مهم نبود قطعیت‌های مسلم، موثر در رفتار قاب‌های بتن مسلح اشاره می‌شود.

نبودقطعیت در ویژگی‌های بتن

مقاومت فشاری، مقاومت کششی و ضریب کشسانی از مهمترین ویژگی‌های بتن هستند که بیشتر در طراحی سازه‌های بتنی مورد نیاز می‌باشند. ویژگی‌های بتن در هنگام اجرا ممکن است با ویژگی‌های استفاده شده در طراحی فرق داشته باشد و نیز امکان دارد این ویژگی‌ها در کل سازه یکنواخت نباشد. نبود قطعیت‌های وابسته به ویژگی‌های بتن می‌توانند ناشی از پراکندگی در کیفیت مصالح، نبود همگونی و یکنواختی در مرحله جا دادن بتن در قالب، تغییرات در مرحله مخلوط کردن، پراکندگی در روش‌های عمل آوری بتن و... باشد. با ساخت شمار کافی از نمونه‌های مکعبی یا استوانه‌ای و بررسی نتیجه‌های حاصل از آزمایش آن‌ها می‌توان مقدار میانگین و انحراف‌استاندارد هر یک از ویژگی‌های بتن را برای هر مجموعه از آزمایش‌ها به‌دست آورد.

در مورد نبود قطعیت ویژگی‌های بتن، می‌توان به مطالعات میرزا و هاتزینیکولاس اشاره کرد [2]. برای

نمونه، ایشان توزیع احتمالاتی مقاومت فشاری بتن را از نوع نرمال پیشنهاد داده اند. میانگین این توزیع با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$\overline{f}'_c = 0.675f'_c + 77.336 \le 1.15f'_c \qquad \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \qquad (۱)$$

در این رابطه f'_c مقاومت فشاری طراحی و $\overline{f}'_c$ میانگین مقاومت فشاری اجرائی می‌باشد. بر مبنای آزمایش‌ها، ایشان ضریب تغییرات ۱۰٪،۱۵٪و۲۰٪ را برای کنترل کیفیت خیلی‌خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری کمتر از $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۲۸۰ پیشنهاد و مقدارهای انحراف استاندارد $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۲۸،٤۲،٥٦ را برای کنترل کیفیت خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری بالاتر از $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۲۸۰پیشنهاد کرده اند. همچنین، ایشان برای ضریب کشسانی، توزیع نرمال با میانگین محاسباتی پیشنهاد داده‌اند و بیان می‌دارند، همبستگی قوی میان مقاومت فشاری و ضریب کشسانی بتن با ضریبی در بازه ۰/۸۸ تا۰/۹۱ وجود دارد.

$$\overline{E}_c = 16015\sqrt{f'_c} \qquad \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \qquad (۲)$$

افزون بر مطالعات میرزا، می‌توان به مطالعات کاپوس و چریسانتوپولوس درباره نبود قطعیت در عامل انعطاف پذیری عضوهای سازه‌ای بتنی اشاره کرد [3]. ایشان ضریب تغییراتی در بازه(۳٦٪-۳۲٪) برای کرنش نهائی، بتن محصور نشده ارائه داده اند. (در این حالت کرنش نهائی، کرنشی است که از مقاومتی برابر با ۸۵٪ مقاومت فشاری بتن محصور نشده، حاصل می‌شود). همچنین رانگاناتان مطالعاتی را بر روی ویژگی‌های مختلف بتن انجام داده است [4]. ایشان نتیجه‌های آماری مطالعات خود بر روی ویژگی‌های مختلف بتن در مکان‌های مختلف هند را با نمودارهای میله‌ای ارائه کرده است.

نبود قطعیت در مورد ویژگی‌های میلگردهای فولادی

مقاومت تسلیم و ضریب کشسانی دو ویژگی اصلی فولاد می‌باشند، که در طراحی سازه‌های بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرند. تغییرات بیان شده در این ویژگی‌ها در معمول از دو بخش سرچشمه می‌گیرد. اولین بخش وابسته به ویژگی‌های میلگرد می‌باشد، مانند تغییر در مقاومت ماده اولیه و مساحت مقطع. ولی دومین بخش به تغییرات شرایط آزمایشگاهی برای محاسبه ویژگی‌های فولاد وابسته است، مانند نرخ بارگذاری در هنگام آزمایش و اثر کرنش تعریف شده در هنگام تسلیم. توزیع‌های احتمالاتی و بیان‌های آماری مختلفی برای بیان ویژگی‌های میلگردهای فولادی پیشنهاد شده است. از جمله می‌توان به مطالعات میرزا و مک‌گرگور اشاره کرد[5]. ایشان از ویژگی‌های میلگردهای فولادی به مقاومت تسلیم، ضریب کشسانی و مقاومت نهائی فولاد اشاره می‌کنند. به عنوان مثال برای میلگرد Grade40 میانگین $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۳٤۳۰ و ضریب تغییرات۱۰/۷٪ و برایGrade60 میانگین $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ٤۹۹۰ و ضریب تغییرات ۹/۳٪ را با توزیع لگ نرمال برای مقاومت تسلیم پیشنهاد می‌دهد و بیان می‌دارد، مقاومت نهائی میلگردهای فولادی با ضریب ۱/۵۵۵ با مقاومت تسلیم وابسته است و این درحالی است که، ضریب تغییرات آن تغییری نمی‌کند. برای نمونه برای میلگرد Grade60 میانگین مقاومت تسلیم برابر با $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۷۷۳۳ و ضریب تغییرات ۹/۳٪ پیشنهاد می‌شود. علاوه بر مقاومت تسلیم و مقاومت نهائی میرزا برای ضریب کشسانی میلگردهای فولادی Grade40, 60 توزیع نرمال با میانگین $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ ۲۰۵۰۰۰۰ و ضریب تغییرات ۳/۳٪ را ارائه می‌کند.

همچنین در مورد ویژگی‌های میلگردهای فولادی می‌توان به توزیع‌های نرمالی که از طرف JCSS [6] برای مقاومت تسلیم، مقاومت نهائی و ضریب کشسانی ارائه شده است، اشاره کرد. برای نمونه JCSS همانند مطالعات میرزا، مقاومت نهائی را ۵۰٪ بیشتر از مقاومت تسلیم وضریب تغییرات آن را۹٪ ارائه می‌کند. علاوه بر این، ضریب‌های همبستگی میان کرنش نهائی و مقاومت تسلیم را برابر با ۵۰٪- و میان کرنش‌نهائی و مقاومت نهائی را با برابر با ۵۵٪ - پیشنهاد می‌کند.

از طرفی میرزا و شاربک برای کرنش نهائی میلگردهای فولادی، توزیع نرمالی با میانگین ۱۵٪ و ضریب تغییرات ۲۰٪ پیشنهاد داده است [7].

نبود قطعیت هندسی

ابعاد عضوهای بتن مسلح در هنگام اجرا ممکن است، همان ابعاد تعیین شده در نقشه های اجرائی نباشند. این تغییرات ناشی از اشتباهات اجرائی، نبود نظارت در هنگام اجرا و... می‌باشد. میرزا و مک گرگور درباره تغییرات هندسی عضوهای سازه‌ای بتن مسلح، مانند ابعاد سطح مقطع تیرها و ستون‌ها، موقعیت قرارگیری آرماتورها و... مطالعاتی انجام داده‌اند[8]. ایشان برای محل قرارگیری میلگردهای طولی در عضوها، بررسی‌هائی بر روی ۲۳۲ ستون در ۱۲ ساختمان بتنی در ابعاد و طبقات مختلف، در شهر تورنتو انجام داده‌اند. ایشان در زمینه تغییرات ابعاد هندسی توزیع احتمالاتی نرمالی ارائه دادند، که نبود قطعیت در ابعاد هندسی را با تغییرات ضخامت بتن پوششی وابسته می‌کند. این توزیع با انحراف استاندارد(cm)۰/٤۲ به قرار زیر است.

$$\overline{t} = t_{sp} + 0.635 + 0.004h \quad cm \qquad (۳)$$

در رابطه (۳) $\overline{t}$ میانگین ضخامت بتن پوششی و t_{sp} ضخامت بتن پوششی اسمی و h بزرگترین وجه سطح مقطع ستون است.

نبود قطعیت در فرض‌های الگوسازی

این گونه نبود قطعیت، گستردگی فراوانی دارد. مانند کمیت‌های جرم، میرائی، فرض‌های الگوسازی و... که در بیشتر موردها هر کدام از این نبود قطعیت‌ها به چند عامل دیگر بستگی دارند، مانند کمیت جرم سازه در تحلیل‌های دینامیکی که به مصالح استفاده شده در سازه، ابعاد سازه، موقعیت عضوهای غیر سازه‌ای، الگوهای عددی استفاده شده برای الگوکردن سازه و ... بستگی دارد. در این زمینه نیز مطالعات مختلفی صورت گرفته است. برای نمونه، الینگوود و کالامبوس برای بار مرده توزیع نرمالی برابر با میانگین بار مرده اسمی و ضریب تغییرات ۱۰٪ ارائه داده است [9].

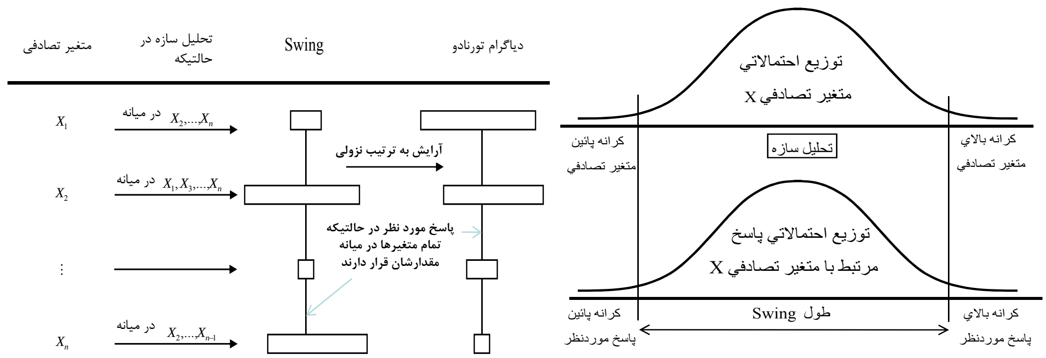
همانند جرم سازه، بحث‌های گسترده‌ای برای بیان نبودقطعیت درصد میرائی ارائه شده است. در این باره می‌توان به مطالعات پورتر اشاره کرد. خلاصه‌ای از مطالعات پورتر بوسیله تاآکو به کمک مطالعات آزمایشگاهی کامل شد[10]. ایشان تقریب مناسب برای ضریب تغییرات درصد میرائی درحالتی‌که میانگین درصد میرائی در بازه (۱۱٪-۱/۱٪) قرار دارد را، در بازه (٤۰٪-۳۰٪) پیشنهاد داده‌اند.

روش‌های آماری برای بیان، طبقه بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های مسلم

با توجه به اهمیت بررسی تاثیر نبود قطعیت‌ها بر روی رفتار سازه‌های بتن مسلح، استفاده از روش‌های آماری برای طبقه‌بندی و درک صحیح‌تر تاثیر نبود قطعیت‌ها و ترکیب اثرهای نبودقطعیت‌ها با یکدیگر، بیش از پیش اهمیت پیدا می‌کند. در ادامه به این روش‌ها به طور مختصر اشاره می‌شود.

تحلیل نمودار تورنادو

نمودار تورنادو شامل شماری میله افقی (Swing) می‌باشد، که هرکدام از این میله‌ها برای یک متغیر تصادفی استفاده شده و بیان‌گر تغییر در تابع خروجی به علت تغییرات در متغیرهای تصادفی وابسته می‌باشد. بنابراین متغیری که بیشترین تاثیر را نسبت به متغیرهای دیگر بر پاسخ بگذارد، دارای بیشترین طول می‌باشد [11]. برای ارزیابی حساسیت، ابتدا برای هر متغیر تصادفی دو مقدار حدی بالا و پائین از توزیع احتمالاتی متغیر وابسته انتخاب شده و دیگر متغیرها در میانگین مقدارشان ثابت در نظر گرفته می‌شوند. سپس برای هر متغیر تصادفی تابع معین خروجی با در نظر گرفتن دو مقدار حدی متغیر ورودی ارزیابی می‌شود. این فرآیند برای همه متغیرها تکرار می شود. در نهایت برای هر کدام از متغیرها دو مقدار حدی خروجی به دست می‌آید. فاصله این دو مقدار حدی طول میله‌ها را تشکیل می‌دهند. سپس این میله‌ها به ترتیب نزولی مرتب شده و نموداری شبیه تورنادو تولید می‌شود. در این روش برای کرانه‌های حدی بالا صدک۹۰ام و برای کرانه حدی پائین صدک‌ها ۱۰ام پیشنهاد شده است. نمایی ازفرآیند گسترش نمودار تورنادو در شکل (۱) نشان داده شده است. از این روش برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها استفاده می‌شود.



شکل ۱ فرآیند گسترش نمودار تورنادو

روش تقریب مرتبه اول، لنگر دوم

روش مرتبه اول لنگر دوم (First Order Second Moment Method) تحلیل تقریبی برای محاسبه میانگین و انحراف استاندارد یک تابع چند متغیره است. از این روش برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها و ترکیب اثرهای آن بر روی پاسخ مورد نظر استفاده می‌شود [12]. برای بررسی این روش تابع $Y=g(x)$ با متغیر تصادفی x که دارای میانگین μ_x μ_x و واریانس σ_x^2 σ_x^2 است در نظر گرفته می‌شود. مشروط بر اینکه مشتق‌های تابع در همه نقطه‌ها وجود داشته باشند، اولین مرتبه تخمین تابع بوسیله بسط سری تیلور در نقطه x_0 بصورت رابطه (٤) می‌باشد.

$$Y \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (x - x_0) \tag{٤}$$

در رابطه (٤) $\left(\frac{dg}{dx}\right)_0$ بیان‌گر تغییرات تابع به ازای x_0 می‌باشد. حال می‌توان اولین لنگر تابع Y، مانند میانگین، را به‌صورت رابطه (٥) نشان داد.

$$\mu_Y = E[g(x)] \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_x - x_0) \tag{٥}$$

در این رابطه فوق $E[g(x)]$ بیان‌گر امید ریاضی تابع می‌باشد. رابطه (٥) برای حالت ویژه‌ای که $x_0 = \mu_x$ باشد، به‌صورت رابطه (٦) ساده می‌شود.

$$\mu_Y \approx g(\mu_x) \tag{٦}$$

حال دومین لنگر از تابع Y، مانند واریانس، به‌صورت رابطه (۷) نشان داده می‌شود.

$$\sigma_y^2 = E\left[g^2(x)\right] - \mu_y^2 \tag{۷}$$

برای حالت ویژه $x_0 = \mu_x$ رابطه (۷) را می‌توان به‌صورت رابطه (۸) ساده سازی کرد.

$$\sigma_y^2 \approx \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_x^2 \tag{۸}$$

تقریب‌هایی که در محاسبه این رابطه‌ها به‌کار رفته است، به نام روش تقریب مرتبه اول، لنگر دوم شناخته می‌شود. حال اگر تابع به بیش از یک متغیر وابسته باشد، تقریب مرتبه اول لنگر دوم تابع چند متغیره با بسط این رابطه‌ها فوق به صورت رابطه‌های (۹) و (۱۰) نمایش داده می‌شود.

$$\mu_Y = \mu_{Y_1} \approx g(\mu_1, \mu_2, ..., \mu_n) \tag{۹}$$

$$\sigma_{y_1}^2 = \nabla^T g(x)\ VC[X] \nabla_g(x) \tag{۱۰}$$

در رابطه (۱۰) $\nabla g(x) = \left[\frac{\partial g}{\partial x_1}, \frac{\partial g}{\partial x_2}, ..., \frac{\partial g}{\partial x_n}\right]^T$ ماتریس گرادیان و $VC[X]$ ماتریس واریانس- کواریانس

تابع Y=g(x) می‌باشند. در صورتی که متغیرها به یکدیگر وابسته نباشند، ماتریس واریانس-کواریانس قطری و مقدارهای عناصر قطری واریانس هر کدام از متغیرها می‌باشد. همچنین برای عناصر ماتریس گرادیان رابطه(۱۱) برقرار است:

$$\frac{\partial g}{\partial x_1}=\frac{g(\mu_1+\Delta x_1)-g(\mu_1-\Delta x_1)}{2\Delta x_1}, i=1,2,...,n \quad (۱۱)$$

در ادامه از این روش با نام روش تقریبی یاد می شود. از این روش برای طبقه‌بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها استفاده می‌شود.

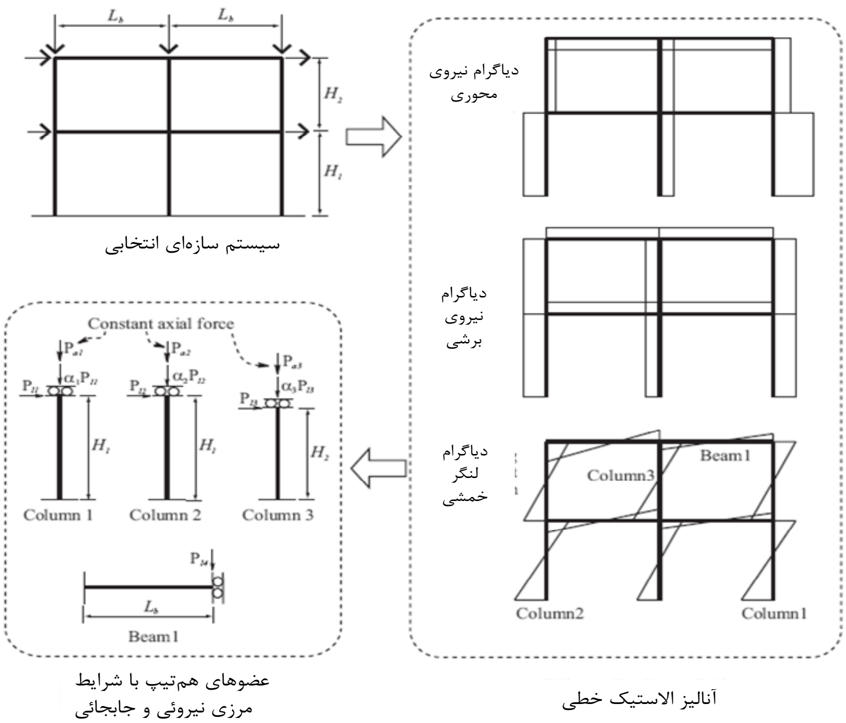
شبیه‌سازی مونت‌کارلو

روش‌های مونت‌کارلو دسته‌ای از الگوریتم‌های محاسباتی هستند، که بر اساس تکرار تصادفی نمونه برداری، برای محاسبه نتیجه‌ها استوار می‌باشند [12]. از این الگوریتم‌ها در معمول، زمانی استفاده می‌شود که امکان محاسبه نتیجه دقیق یک مسأله با یک الگوریتم قطعی، به علت تصادفی بودن مقدارهای ورودی آن وجود نداشته باشد. به‌طور خلاصه الگوریتم غالب روش‌های مونت‌کارلو را می‌توان به این گونه بیان کرد. گام اول، تعریف دامنه ورودی. گام دوم، تولید نمونه‌های تصادفی از دامنه و اجرای عملیات قطعی بر روی آنها. گام سوم، جمع‌بندی نتیجه‌های حاصل از تک‌تک محاسبات در نتیجه نهائی. در نهایت پس از پایان فرآیند شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برای بررسی دقت نتیجه‌ها شبیه‌سازی، بر روی نتیجه‌ها آزمون همگرائی صورت می‌گیرد.

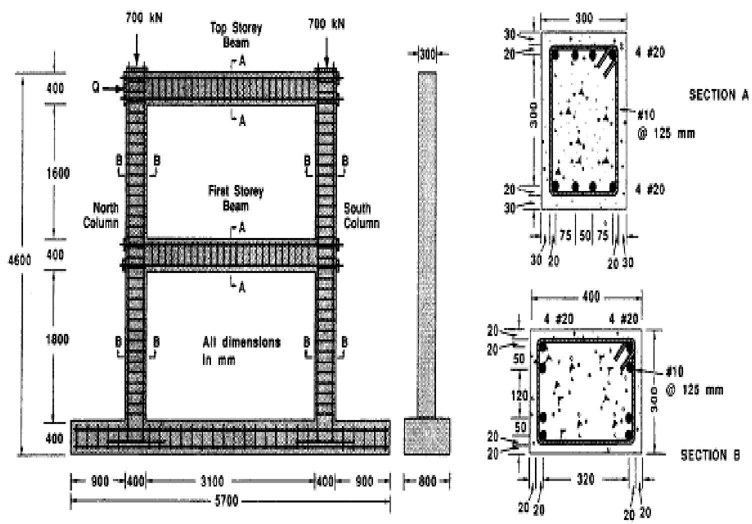
روش‌های وارد کردن نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود

مطالعات موجود در زمینه روش‌های وارد کردن اثرهای نبود قطعیت‌های مسلم در الگوهای اجزای محدود را می توان با چگونگی بیان و گسترش نبود قطعیت‌ها و چگونگی انتخاب آن‌ها در الگوهای اجزای محدود از یکدیگر جدا کرد. بطور کلی دو روش جداگانه و یک روش ترکیبی برای در نظر گرفتن پراکندگی نبود قطعیت ها در الگوهای اجزای محدود وجود دارد. در روش اول که از رابطه‌سازی مومسانی متمرکز برای بیان رفتار غیرخطی عضوها استفاده می‌شود، با استفاده از تعریف پراکندگی رفتار غیرخطی عضوها در عامل‌های الگوی رفتاری مفصل مومسانی، می‌توان اثرهای نبود قطعیت‌ها را در الگوهای اجزای محدود اعمال کرد. در این روش ابتدا باید با استفاده از مطالعات عددی و شبیه‌سازی آزمایشگاهی اثرات پراکندگی ویژگی‌های مصالح را به پراکندگی عامل‌های مفصل‌های مومسانی عضوها تعمیم داد و یا از مطالعات موجود استفاده کرد.

در روش دوم از رابطه‌سازی مومسانی گسترده برای بیان رفتار غیرخطی عضوها استفاده می‌شود. در این حالت می‌توان پراکندگی ویژگی‌های مصالح را درون سطح مقطع و در طول ارتفاع عضو در الگوهای اجزای محدود وارد کرد. این روش، روش مستقیم و دقیق برای وارد کردن پراکندگی ویژگی‌های مصالح در الگوهای اجزای محدود می‌باشد. زمان‌بر بودن تحلیل‌های این روش، به‌ویژه برای سازه‌های قابی حجیم از عیب‌های این روش می‌باشد. برای جلوگیری از هدر رفتن وقت و صرف هزینه‌ها مسلم و لی روشی ترکیبی را پیشنهاد داده اند [14]. در این روش برای وارد کردن اثرهای نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود در سطح سامانه‌های سازه‌ای، ابتدا سامانه سازه‌ای به شماری عضو هم نوع تقسیم می‌شود. این تقسیم‌بندی با استفاده از تحلیل کشسان خطی یعنی تعریف‌های معمول تیر و ستون مانند طول تیرها و ستون‌ها، در نظر گرفتن شرایط مرزی نیروئی و جابجائی و... صورت می‌گیرد. نمایی از این فرآیند برای قاب انتخابی در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲ فرآیند تحلیل کشسان خطی برای دسته‌بندی عضوها



شکل ۳ ویژگی‌های قاب VE با شرایط بارگذاری

پس از دسته‌بندی عضوها، اثرهای پراکندگی ویژگی‌های مصالح، با مدل‌کردن عضوهای هم‌نوع با شرایط رابطه‌سازی مومسانی گسترده در الگوهای اجزای محدود وارد و پراکندگی عامل‌های الگوهای رفتاری مفصل‌های مومسانی عضوهای پلاستیک عضوهای هم‌نوع به عنوان پاسخ در می‌آید. پس از این فرآیند الگوی رفتاری احتمالاتی مفصل‌های مومسانی عضوهای هم‌نوع در می‌آید. سپس با الگوکردن سامانه سازه‌ای با استفاده از رابطه‌سازی مومسانی متمرکز، برای بیان رفتار غیرخطی عضوهاء از الگوهای رفتاری احتمالاتی عضوها هم‌نوع

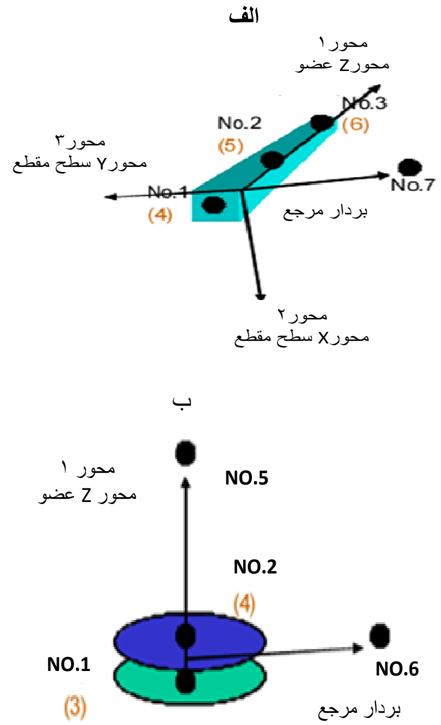
حاصله استفاده می‌شود. به این صورت حجم محاسبات کاهش می‌یابد.

طبقه‌بندی نبود قطعیت‌های مهم

برای گسترش مطالعات قابی با نام VE از مطالعات وکیو و امرا انتخاب می‌شود [15]. ویژگی‌ها و شرایط بارگذاری قاب در شکل (۳) نشان داده شده است.

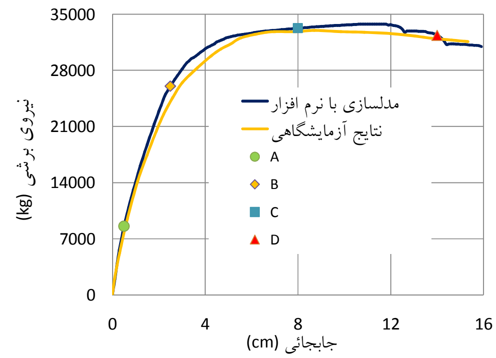
مسلم ولی نیز از این قاب برای بررسی اثرهای نبود قطعیت‌ها بر روی عامل‌های مورد نیاز مهندسی استفاده کرده‌اند. برای الگوسازی قاب از نرم‌افزار COM3 توسعه یافته در آزمایشگاه بتن دانشگاه توکیو استفاده می شود [16]. در این نرم افزار انواع عضوهای قابی بتن مسلح، با استفاده از جزیی با مقطع الیافی با امکان وارد کردن اثرهای برش بر رفتار پسماند جزء الگو می شوند [17]. بر خلاف جزء های BEAM موجود در نرم افزارهای رایج، این جزء دارای هفت گره می‌باشد. گره های ۱،۲،۳ برای بیان درجه‌های آزادی انتقالی، گره‌های ٤،٥،٦ برای بیان درجه‌های آزادی دورانی و گره ۷ برای بیان محور محلی و جهت‌گیری جزء مورد استفاده قرار می‌گیرند. که می‌توان با استفاده از این هفت گره موقعیت هندسی جزء و وابستگی بین محور محلی و کلی را مشخص ساخت. لازم به ذکر است، گره‌های ۱،۲،۳ با گره های ٤،٥،٦ دارای مختصات یکسان می‌باشند. بدین گونه که گره‌های ۱ و ٤ در ابتدای جزء، گره‌های۲و٥ در وسط جزء و گره‌های ۳ و ٦ در انتهای جزء قرار می‌گیرند. در شکل (٤-الف) درجه‌های آزادی انتقالی و دورانی این جزء ارائه شده است.

برای الگوسازی عضوها مقطع‌های عضوها به شماری سلول تقسیم‌شده و با توجه به موقعیت سلول‌ها مقدار میلگرد آن و ویژگی‌های مصالح مصرفی تعریف می شوند. در محل اتصال ستون به شالوده و برای وارد کردن اثرهای جدا شدگی و لغزش در محل اتصال از جزء تماسی استفاده شده است. این جزء بدون بعد و دارای شش گره می‌باشد. گره ۱و۲ انتقالی و گره ۳ و٤ دورانی. گره پنجم امتداد باز شدگی جزء و گره ششم برای بیان محور محلی جزء مورد استفاده قرار می‌گیرد. در شکل (۳) جزئیات گره‌های جزء تماسی نمایش داده شده است. همچنین، تاثیر محصورشدگی خاموت‌های مصرفی به‌طور مستقیم که از ویژگی‌های خاص این نرم افزار می‌باشد، بر مبنای مطالعات قربی و سلطانی‌محمدی [۱۸] با تعریف نرخ حجمی آرماتورهای عرضی به حجم کل جزء و عبارت S/D، (S فاصل بین دو ساق خاموت‌ها و D طول سطح مقطع عضو)در نرم‌افزار منظور شده است.



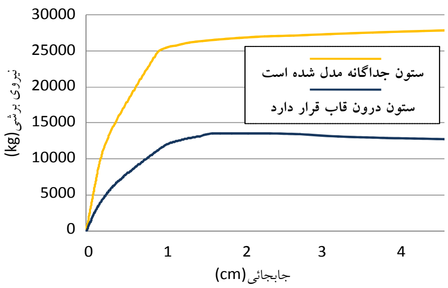
شکل ٤ نمایش درجه‌های آزادی انتقالی و دورانی الف) جزء الیافی، ب) جزء تماسی

در ادامه قاب VE با استفاده از نرم‌افزار COM3 الگو می‌شود. برای الگوسازی هر یک از ستون‌ها از ۲ جزء الیافی به‌طول یک متر و برای تیرها از سه جزء یک متری و یک جزء نیم متری استفاده شده است. با توجه به شرایط بارگذاری موجود در شکل (۳)، ابتدا نیروهای ثقلی وسپس جابجائی به طبقه دوم قاب وارد می‌شود. نمودار نیروی برشی و جابجائی در مقایسه با نتیجه‌های آزمایشگاهی در شکل (٥) ارائه شده است، که نشان از دقت نرم افزار و الگوسازی صورت گرفته دارد.



شکل ۵ مقایسه تحلیل قاب VE با نتیجه‌های آزمایشگاهی

اکنون برای گسترش مطالعات ابتدا روش پیشنهادی مسلم و لی ارزیابی می‌شود. پس از بررسی‌های کامل در روش مسلم و لی، مشاهده شد که روش پیشنهادی و فرض‌های به‌کار رفته در روش ایشان تاثیرهای منفی بر ارزیابی می‌گذارد. در این جا که به دو نمونه از آن‌ها به‌صورت مختصر اشاره می‌شود. اولین آن بحث ساده سازی عضوهای هم‌نوع از لحاظ شرایط مرزی جابجائی می‌باشد. همانطور که در شکل (۲) مشخص است، یک طرف عضوهای هم نوع گیردار کامل و طرف دیگر عضو ها از نظر شرایط مرزی انتقالی آزاد ولی از دوران آنها جلوگیری می‌شود. با توجه به مطالعات و بررسی‌های صورت گرفته مشاهده شد، این شرایط مرزی تطابقی با شرایط مرزی واقعی ندارد. برای نمونه در شکل (٦) به مقایسه اثر شرایط مرزی انتخابی بر روی نمودار نیروی برشی- جابجائی ستون تحت فشار طبقه اول قاب VEپرداخته شده است، که نشان دهنده اختلاف بین شرایط مرزی ساده‌شده دارد. ولی پس از به‌دست آوردن عامل‌های الگوی رفتاری مفصل‌های مومسانی به‌صورت احتمالاتی، این الگوهای رفتاری به سامانه سازه‌ای اختصاص داده می‌شود. در این حالت مسلم طول مفصل مومسانی را یک هشتم طول عضوها در نظر می‌گیرد. که با توجه به جدول (۱) برای یک عضو نمونه انتخابی از قاب VEمشاهده می‌شود، اول این که طول مفصل مومسانی انتخابی اختلاف زیادی با طول‌های حاصل از رابطه‌های موجود دارد. دوم، طول مفصل مومسانی نیز خود به عامل‌های مهم و دارای پراکندگی، مانند مقاومت تسلیم فولاد وابسته است. بنابراین نمی‌توان به صورت معین طول مفصل مومسانی را مشخص کرد.



شکل ٦ نمودار نیروی برشی- جابجائی ستون فشاری طبقه اول قاب VE

جدول ۱ طول مفصل مومسانی ستون از رابطه‌های مختلف

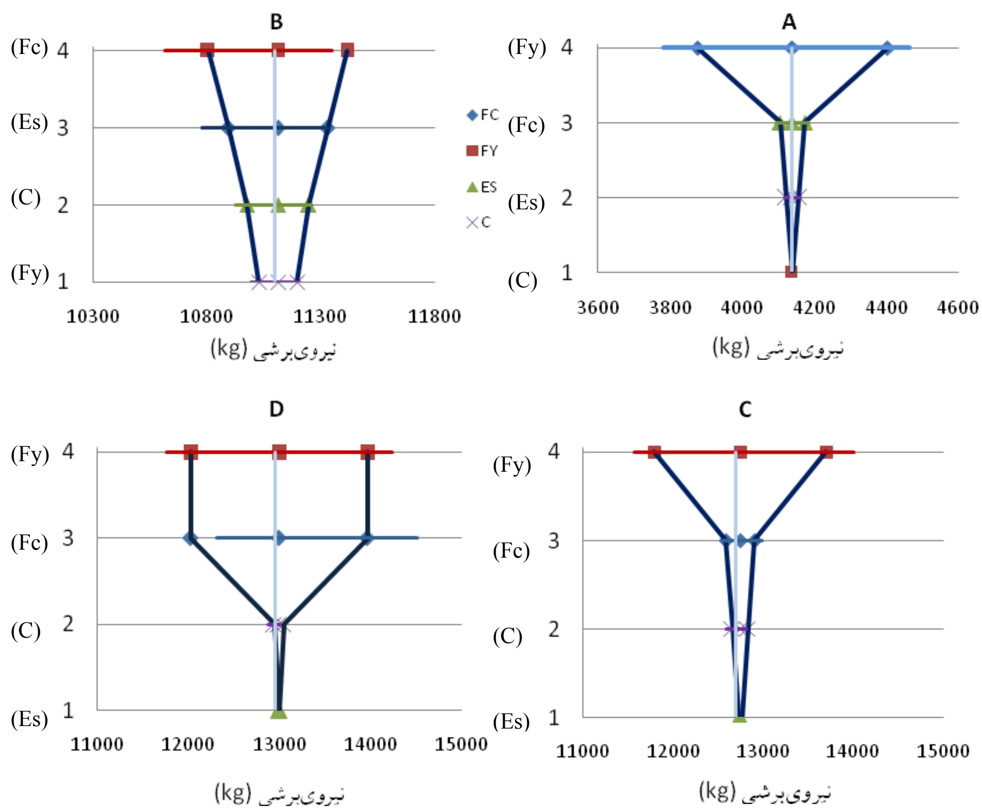
طول مفصل مومسانی (cm)	نمونه‌ای از رابطه‌های بیان‌گر طول مفصل مومسانی
۲۷/۷	Lp=0.08L+6d$_b$ پریستلی و پارک [19]
۳٤/۰۲	Lp=0.08L+0.22(d$_b$*Fy) پائلی وپریستلی [20]
۲٥	Lp=(L/8) لی و مسلم [١٤]

با توجه به مطلب‌های اشاره شده، مشاهده شد روش پیشنهادی مسلم از دقت قابل قبولی برخوردار نیست. بنابراین برای گسترش مطالعات از جزءهای با سطح مقطع الیافی و رابطه‌سازی مومسانی گسترده برای بیان رفتار غیرخطی عضوها استفاده می‌شود.

برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌های مهم و مقایسه روش‌های موجود، مجموعه عامل‌های جدول (۲) به عنوان عامل‌های مهم وابسته به رفتار قاب‌های بتنی انتخاب شده‌است. بازه تغییرات این عامل‌ها از مطالعات اشاره شده در بخش۲ درآمده‌اند. (مقدار میانگین عامل‌های موجود در جدول برای الگوسازی قابVEدر شکل (٤-ب) به‌کار رفته است).

با توجه به وارد کردن جابجائی به سازه، مقدار تغییرات نیروی برشی در هر دو تکیه‌گاه، در گام‌های جابجائی ۰.۵،۲.۵،۸،۱٤سانتیمترملاک تحلیل حساسیت قرار می‌گیرند. این نقطه‌ها بر روی شکل (٤-ب) با نمادهای A,B,C,D مشخص شده‌اند. (با توجه به جهت وارد کردن جابجائی، ستون سمت چپ طبقه اول در

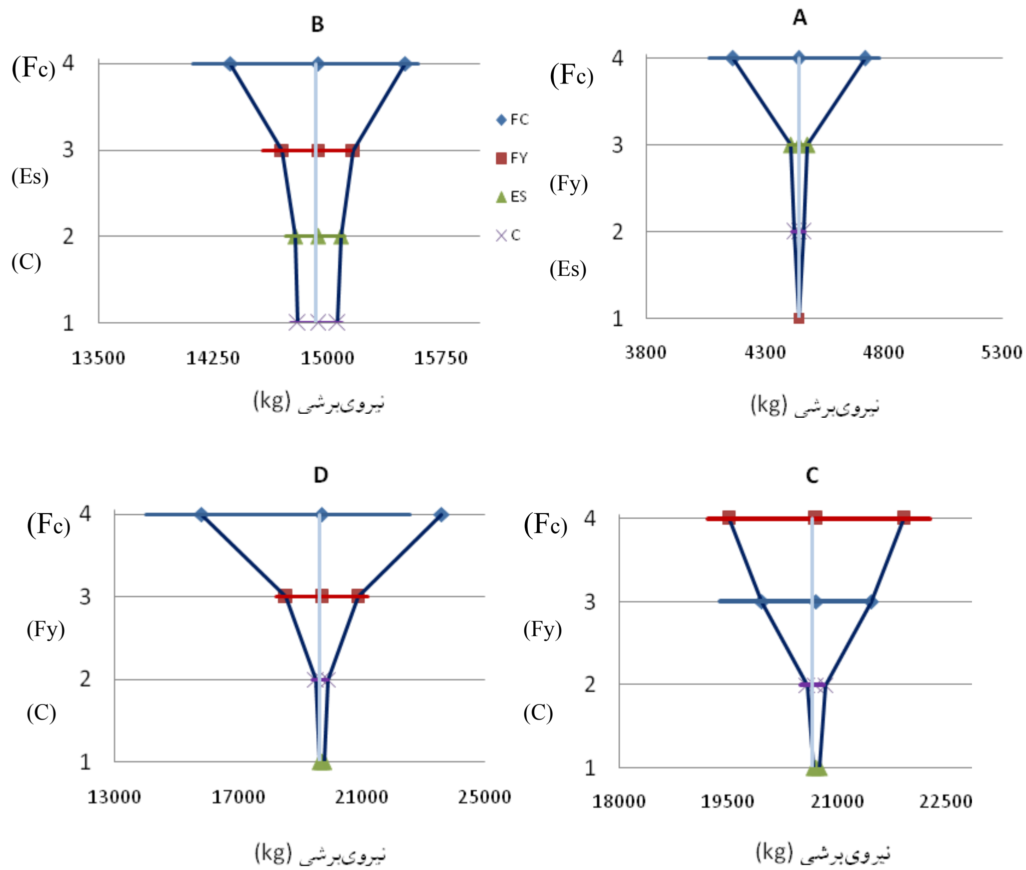
کشش و ستون دیگر در فشار قرار می‌گیرد. در ادامه تکیه گاه‌های این دو ستون با این نام معرفی می‌شوند). سعی شده گام‌های انتخابی، همه حالت‌های رفتار سازه را در برگیرند. در این باره، نقطهA در محدوده رفتار خطی سازه، نقطهB برای حالتی که سازه در حال وارد شدن به رفتار غیر خطی می‌باشد، نقطهC برای حالتی که سازه دارای رفتار غیرخطی کامل است و نقطهD برای حالتی که سازه در حال خرابی است، انتخاب شده‌اند. با توجه به مطلب‌های اشاره شده در بخش ۱.۳ ابتدا با توجه به چگونگی توزیع متغیرها و با انتخاب مقدارهای صدک ۱۰ام،۵۰ام و ۹۰ام برای هر کدام از عامل‌ها، تحلیل نمودار تورنادو انجام می‌شود و مقدارهای میانه و بازه تغییرات پاسخ مورد نظر محاسبه می‌شود. سپس با در نظرگرفتن رابطه‌سازی روش تقریبی، نخست با انتخاب میانگین مقدارهای عامل‌های جدول (۲)، مقدارهای میانگین پاسخ موردنظرمحاسبه و سپس با انتخاب انحراف استاندارد عامل‌های ورودی به عنوان بازه تغییرات، انحراف استاندارد پاسخ موردنظر محاسبه می‌شود. در ادامه برای مقایسه دو روش، نتیجه‌های روش تقریبی به صورت خط‌های شکسته بر روی دیاگرام تورنادو در شکل‌های (۷) و (۸) اضافه شده است.



شکل۷ تحلیل حساسیت متغیرها، نیروی برشی تکیه‌گاه ستون کششی

جدول ۲ عامل‌های انتخابی به عنوان نبود قطعیت

عامل‌های انتخابی	نمادها و واحدها	نوع توزیع	میانگین	استانداردانحراف
مقاومت فشاری بتن	$Fc(kg/cm^2)$	نرمال	۳۰۰	٤٥
مقاومت تسلیم فولاد	$Fy(kg/cm^2)$	لگ نرمال	٤١٨٠	۳۷٦/۲
ضریب کشسانی فولاد	$Es(kg/cm^2)$	نرمال	۱۹۲٥۰۰۰	٦۳٥۲٥
ضخامت بتن پوششی	C (cm)	نرمال	۲	۰/٤۲



شکل۸ تحلیل حساسیت متغیرها، نیروی برشی تکیه‌گاه ستون فشاری

همان‌گونه که از این شکل‌ها آشکار است، برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها دو روش نتیجه‌های یکسانی ارائه می‌دهند. با توجه به بزرگ‌تر بودن بازه ورودی متغیرها در روش تحلیل نمودار تورنادو نسبت به روش تقریبی، بازه تغییرات نتیجه‌های این روش نیز بزرگ‌تر می باشد. در این شکل‌ها بیان‌گر این مطلب هستند که با استفاده از هر دو روش،در نقطه A که سازه رفتار خطی دارد، مقاومت فشاری بتن به عنوان مهمترین عامل معرفی شده است. ولی برای نقطهB در ستون کششی مقاومت تسلیم فولاد و در ستون فشاری مقاومت فشاری بتن مهمترین عامل می‌باشد. با توجه به اینکه در این گام ستون‌های کششی‌وارد محدوده غیرخطی شده و ستون فشاری همچنان در محدوده خطی است، این نتیجه‌ها دور از ذهن نیست. همچنین، در نقطهC مقاومت تسلیم فولاد مهمترین عامل می‌باشد، که با توجه به رفتار غیرخطی سازه در این گام، این نتیجه نیز قابل تصور است.

از نتیجه‌های مهم این بخش، در نظر نگرفتن فرض یکسان بودن نوع توزیع عامل ورودی با نوع توزیع پاسخ حاصل شده در روش نمودار تورنادو، در برخی از حالت‌های می‌باشد. به عنوان نمونه می‌توان به بازه تغییرات پاسخ وابسته به مقاومت فشاری بتن اشاره کرد. با توجه به اینکه بازه تغییرات مقاومت فشاری بتن در جدول (۲) با توزیع نرمال معرفی شده است، بازه تغییرات پاسخ حاصل شده در نقطه D شکل (۷) با توزیع نرمال مشاهده نمی‌شود. در نهایت نوع بازه پاسخ در تحلیل نمودار تورنادو، به‌علت شامل نبودن داده‌های مهم

آماری از کاستی‌های ایـن روش مـی‌باشـد. در مقابـل، در روش تقریبی پاسـخ حاصـل شـامل دو داده مهـم آمـاری میانگین و انحراف استاندارد می‌باشد. از سـوی دیگـر در روش تقریبی می‌توان تاثیر چند متغیـر را بـا یکـدیگر بـر روی پاسخ بررسی کرد.

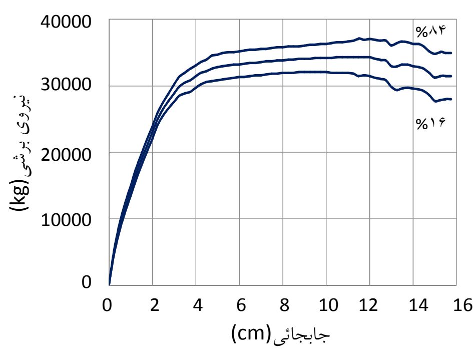
از دیگر نتیجه‌های مهم، می‌توان بـه بـازه تغییـرات پاسـخ بـه دسـت آمـده اشـاره کـرد. همـان گونـه کـه از شکل‌های (۷) و (۸) مشخص است، هرچه رفتار سازه به محدوده خرابی نزدیک‌تـر شـود، تـاثیر پراکنـدگی نبـود قطعیت‌های موجود در عامل‌ها، بر روی پاسـخ مـوردنظر بیشتر می‌باشد. این نتیجه اهمیت لحاظ کردن نبود قطعیت های وابسته بـه رفتـار سـازه‌هـای بتنـی را، در مطالعـات وابسته به عملکرد سازه در نقطه‌هـای حـدی فروریـزش، بیش‌از پیش نمایان می‌کند.

ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های انتخابی بر روی پاسخ موردنظر و مقایسه روش‌های موجود

در بخش گذشته اثرهای نبود قطعیت‌هـای مهـم بـر روی پاسخ به‌صورت جداگانه بررسی شدند. در این بخـش، بـا استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و روش دقیق شبیه‌سازی مونت‌کارلو، این اثرها بر روی پاسخ مـوردنظر با یکدیگر ترکیب شده و نتیجه‌های دو روش با یکـدیگر مقایسه می‌شود.

برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌هـا، قـاب VE بـا ویژگی‌ها و شرایط بارگذاری موجود در شکل (٤–الـف) انتخاب می‌شود. با توجه به نتیجه‌هـای حاصـل از بخـش (٤)، عامل‌های مقاومت فشاری بـتن، مقاومـت تسـلیم و ضریب کشسانی میلگردهـای فـولادی، بـا بـازه تغییـرات مشخص در جدول (۲)، به عنوان عامل‌های مهم انتخـاب می‌شوند. پاسخ انتخابی برای ترکیب اثرهای نبود قطعیـت ها نمودارهای نیروی برشی– جابجائی ستون‌های کششی، فشاری و کل قاب انتخاب می‌شوند.

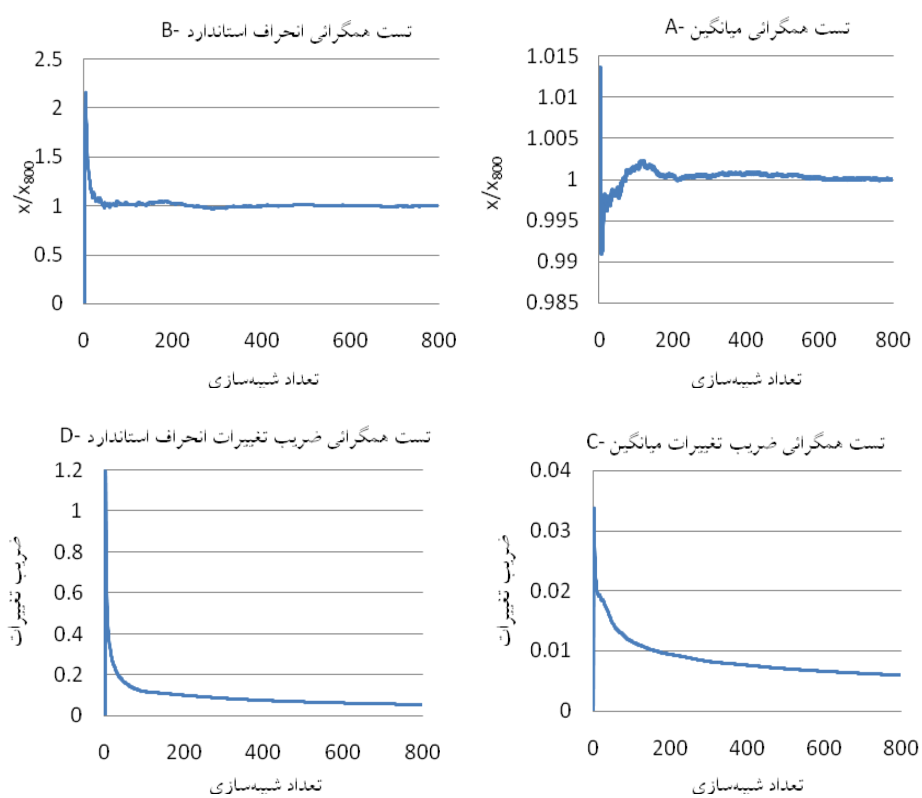
نخست اثرهای پراکندگی عامل‌های متغیـر انتخـابی روی نمودار نیروی برشی–جابجائی قاب VE بـا اسـتفاده از روش تقریبی مرتبـه اول لنگـر دوم بررسـی مـی‌شـود. همانند بخش گذشته بـا انتخـاب دو مقـدار حـدی بـرای عامل‌های ورودی، تغییرات پاسخ انتخابی بـه ازای تغییـر عامل‌ها به‌دست می‌آید و با استفاده از رابطه (۹) انحـراف استاندارد پاسخ مورد نظر به ازای مجموع متغیرها حاصل می‌شود. بـا اضـافه و کـم کـردن انحـراف اسـتانداردهای حاصل شده، از مقدارهای نیروی برشـی و جابجـائی در حالی‌که همه عامل‌های متغیر در میانگین مقدارشـان قـرار دارند، دو مقدار حدی بـرای نیـروی برشـی و جابجـائی (میانگین افزوده شده به انحراف استاندارد یا صدک ۸٤ و میانگین کم شده از انحراف اسـتاندارد یـا صـدک ١٦) در هر گام حاصل می‌شود. در پایـان بـا انتخـاب نقطـه‌هـای متناظر می‌توان تاثیر مجموع نبـود قطعیـت‌هـا بـر پاسـخ انتخابی را همانند شکل (۹) نمایش داد.



شکل۹ ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها به روش تقریبی بر روی نمودار نیروی برشی– جابجای قاب

مانند روش تقریبی این بار با استفاده از شبیه‌سـازی مونت‌کارلو اثرات مجموع نبود قطعیت‌هـای انتخـابی بـر روی نمودار نیروی برشی– جابجائی قاب VE بررسـی و ترکیب می‌شوند. مرحله اول از این روش، تعریف میـدان های‌تصادفی می‌باشـد. هماننـد روش تقریبـی سـه عامـل مقاومت‌فشاری بتن، مقاومت تسـلیم و ضـریب کشسـانی فولاد با توزیـع مشـخص و مقـدارهای معرفـی شـده در جدول۱ به عنوان میدان‌های تصادفی انتخاب می‌شوند. در مرحله دوم با استفاده از نرم‌افـزارR [21]، از میـدان‌هـای تصادفی به تعداد کافی نمونه تولید می‌شود. سپس در هـر بار تحلیل برای ستون‌های طبقـه اول یـک میـدان، بـرای ستون‌های طبقه دوم یک میدان و برای تیرهای هر کدام از

طبقات نیز یک میدان اختصاص داده می‌شود. این شیوه بازنمائی میدان‌های تصادفی به پیشنهاد هسلتون بر مبنای رعایت ضابطه‌های اجرائی سازه انتخاب شده است [22]. سپس تحلیل‌ها انجام‌می‌شود و پاسخ مورد نظر در می‌آید. این فرآیند تولید میدان‌های تصادفی و تحلیل تا جائی ادامه پیدا می‌کند که نتیجه‌ها به همگرائی مورد نظر برسد. در مجموع از دو نوع آزمون در فرآیندهای شبیه‌سازی برای اطمینان یافتن از همگرائی نتیجه‌ها استفاده می‌شود. اولین آن آزمون همگرائی میانگین و انحراف استاندارد تجمعی است. در این آزمون با تقسیم میانگین و انحراف استاندارد تجمعی در هر گام بر میانگین و انحراف استاندارد کل و مقایسه نتیجه‌ها با عدد یک، از دقت شبیه سازی اطمینان حاصل می‌شود کارائی این گونه آزمون در فضائی که محور افقی آن شمار شبیه‌سازی و محور قائم آن نتیجه آزمون می‌باشد، مشخص می‌شود. دومین نوع آزمون، آزمون همگرائی ضریب تغییرات میانگین و انحراف استاندارد تجمعی می‌باشد. در این نوع آزمون نتیجه‌ها با رواداری هدف مقایسه می‌شود. در مطالعاتی که به دقت بالا احتیاج است، این مقدار ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است [14]. در این فرآیند با مقایسه ضریب تغییرات میانگین و انحراف استاندارد تجمعی با رواداری هدف از دقت شبیه‌سازی اطمینان حاصل می‌شود. در مطالعه حاضر با توجه به سازه مورد نظر و نوع تحلیل و پاسخ انتخابی، با تولید ۳۲۰۰ میدان تصادفی و انجام ۸۰۰ تحلیل، نتیجه‌ها به همگرائی مورد نظر رسیدند. برای نمونه به دو گونه آزمون همگرایی مورد بحث در شکل (۱۰) اشاره می‌شود. در این آزمون‌ها، نقطه A برای جابه‌جایی ستون کششی، نقطه B برای جابه‌جایی ستون فشاری، نقطه C برای نیروی برشی ستون کششی و نقطه D برای نیروی‌برشی ستون فشاری در نظر گرفته می‌شود.

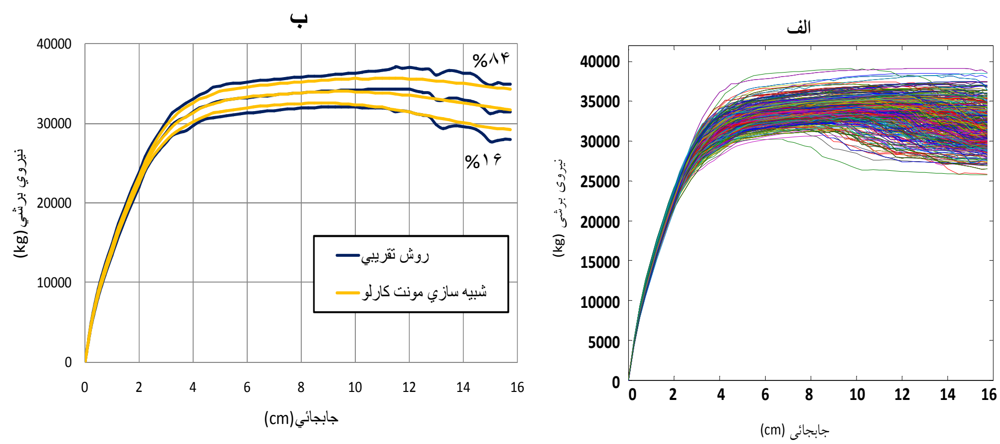


شکل ۱۰ نمونه‌ای از مجموعه آزمون‌های همگرائی

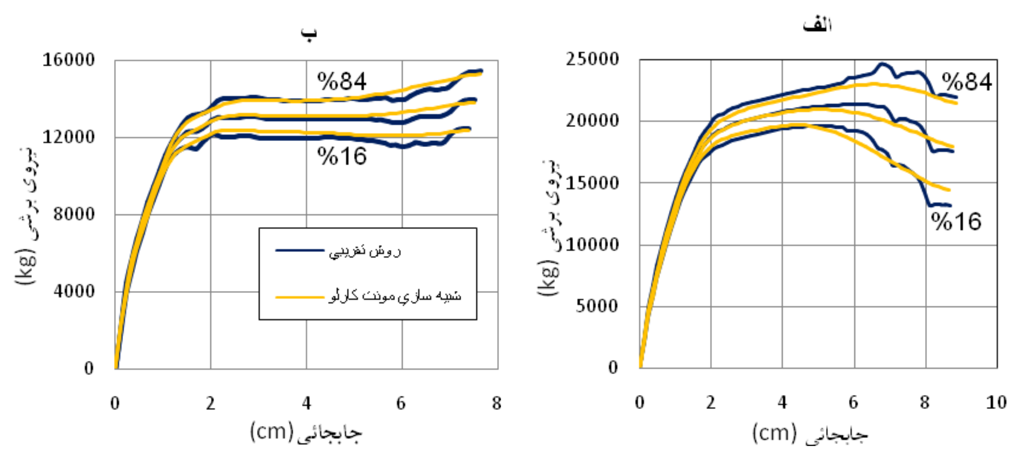
همان گونه که مشاهده می‌شود، شمار نمونه‌های تولید شده برای شبیه‌سازی کافی می‌باشد. ولی اگر نمونه ها کافی نبود با تولید دوباره میدان‌های تصادفی فرآیند شبیه‌سازی ادامه‌می‌یابد.

پس از اطمینان یافتن از همگرائی مورد نظر، مجموعه نمودارهای شبیه‌سازی شده نیروی برشی– جابجائی قاب در شکل (۱۱–الف) نمایش داده می‌شود. در نهایت پاسخ‌های به‌دست آمده همانند روش تقریبی با یکدیگر ترکیب و خلاصه‌سازی می‌شوند. نتیجه‌های حاصل از شبیه‌سازی مونت‌کارلو در کنار نتیجه‌های روش تقریبی در شکل (۱۱–ب) مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل‌های بالامشاهده می‌شود، نتیجه‌های از هر دو روش هماهنگی خوبی با یکدیگر دارند. همچنین نتیجه این دو روش برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های انتخابی بر روی نمودارهای نیروی برشی– جابه‌جائی ستون کششی و فشاری قاب VEدر شکل (۱۲) ارائه شده است.



شکل ۱۱ الف) نمودارهای شبیه‌سازی نیرویبرشی– جابه‌جائی قاب،
ب) مقایسه روش تقریبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها



شکل ۱۲ مقایسه روش تقریبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو در ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها، الف) ستون فشاری، ب) ستون کششی

نتیجه‌گیری

با توجه به مطالعات انجام شده در این پژوهش، می‌توان این موردها را نتیجه گرفت.

۱- با توجه به بازه تغییرات عامل‌های مهم و شکل‌های (۷) و (۸)، می‌توان به ترتیب مقاومت‌فشاری بتن، مقاومت تسلیم،ضریب کشسانی میلگردهای فولادی و موقعیت قرارگیری میلگردها را به عنوان مهمترین عامل در حالت‌های مختلف رفتاری قاب‌های بتن مسلح معرفی کرد.

۲- دو روش تحلیل نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها نتیجه یکسان با بازه تغییرات متفاوتی ارائه می‌دهند. با توجه به انتخاب صدک‌های ۱۰ام و ۹۰ام به‌عنوان مقدارهای حدی، به دلیل توجه بیش از اندازه به داده‌های پراکنده و همچنین کاربردی نبودن بازه تغییرات پاسخ حاصل در تحلیل نمودار تورنادو و از طرفی ارائه پاسخ مناسب (انحراف استاندارد) در روش تقریبی، استفاده از روش تقریبی برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها توجیه‌پذیر می باشد.

۳- دو روش تقریبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها، نتیجه یکسانی ارائه می دهند. با توجه به محدودیت‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو از جمله کاربردی نبودن این روش در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، صرف هزینه زیاد و تلف شدن وقت فراوان، مشکلات احتمالی همگرائی در تحلیل‌های مختلف و از طرفی دقت بالای روش تقریبی، استفاده از روش تقریبی برای گسترش مطالعات پیشنهاد می‌شود.

٤- شناخت نبود قطعیت‌ها و پی بردن به اثرهای آن‌ها بر روی رفتار سازه‌های بتنی، بسیار مهم به‌نظر می‌رسد. این موضوع در بخش طراحی بر مبنای عملکرد بویژه در محدوده رفتار غیرخطی و در تغییر شکل‌های بزرگ، از اهمیت بیشتری برخوردار است.

مراجع

۱. تسنیمی، ع، و تهرانی‌زاده، م.، " راهنمای تشریحی ویرایش سوم آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، انشارات مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی، تهران، صفحه ۱۸٤-۱۸٦، (۱۳۸٦).

2. Mirza, S.A. and Hatzinikolas, M.,"Statistical descriptions of strength of concrete", *Journal of structural division,* ASCE, 105, pp.1021-1037, (1979).

3. Kappos, A.J. and Chryssanthopoulos, M.K., "Uncertainty analysis of strength and ductility of concrete members", *Journal of engineering structures,* 21, pp.195-208, (1969).

4. Ranganathan, R., "Structural reliability analysis & design", Jaico Publishing House, Mumbai, pp.20-125, (1999).

5. Mirza, S.A. and MacGeregor, J.G.,"Variation in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division,* ASCE, 105, pp.751-766, (1979).

6. Joint Committee for Structural Safety, "Probabilistic model code. Part3, Resistance Models", Working Document, JCSS-VROV-08-02-96, (1996).

7. Mirza,S.A. and Skarbek, B.W., "Reliability of short composite beam-column strength interaction", *Journal of Structural Engineering,* ASCE, 117, pp.2320-2339, (1991).

8. Mirza, S.A. and MacGeregor, J.G.,"Variation in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division,* ASCE, 105, pp.751-766, (1979).

9. Ellingwood, B. and Galambos, T.V., “Development of a probability-based load criterion for american national standard A58”, Washington, D.C, (1980).
10. Tako, G.T., “Damping measurements of tall structures”, *Proceding of the 2th Specialty Conference on Dynamic Response of Structures,* New York, 4, (1981).
11. Clemen, R.T., “Making a hard decisions: an introductory to decision analysis (2nd ed)”, Belmont, CA: Duxbury, pp.50-84, (1996).
12. Melchers, R.E., “Structural reliability analysis and prediction”, Chichester, John Wily and Sons, pp.22-68, (1999).
13. Rubinestein, R.Y., “Simulation and the monte carlo method”, New York, John Wiley and Sons, pp.35-172, (1981).
14. Lee, T.H., and Mosalam, K.M., “Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and system”, Peer, Report No.4, University of California, Berkeley, (2004).
15. Vechio, F.J. and Emara, M.B., “Shear deformations in reinforced concrete frames”, *Structural Journal,* 89, pp.46-56, (1992).
16. Maekawa, K., “General information for COM3 version 9.11 in MULTI-COM”, University of Tokyo publication, pp.1-60, (2006).
17. Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H., “Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete”, SPON Press, Tokyo, pp.23-68, (2003).
۱۸. قربی،ا. و سلطانی محمدی،م.، "توسعه الگو رفتار فشاری بتن محصور شده با FRP،" نشریه بین المللی علوم مهندسی، جلد ۱۹، صفحه ۹۷-۱۰۹، (۱۳۸۷).
19. Priestly, M.J and Park, R “Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading”, *ACI Structural Journal,* 84, pp.61-76, (1987).
20. T. Paulay and M.J. Priestly, “Seismic design of reinforced concrete and masonary buildings”, John Wiley and Sons, New York, pp.125-490, (1992).
21. R Development Core Team., “R: A language and environment for statistical computing. R foundation for statistical computing,” Vienna, Austria, ISBN 3-900051-07-0,(2008).
22. Haselton.C.B and Deierlein.G, “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings”, The John A.Blume Earthquake Engineering Center, Report No.156, University of California, Stanford, (2007).